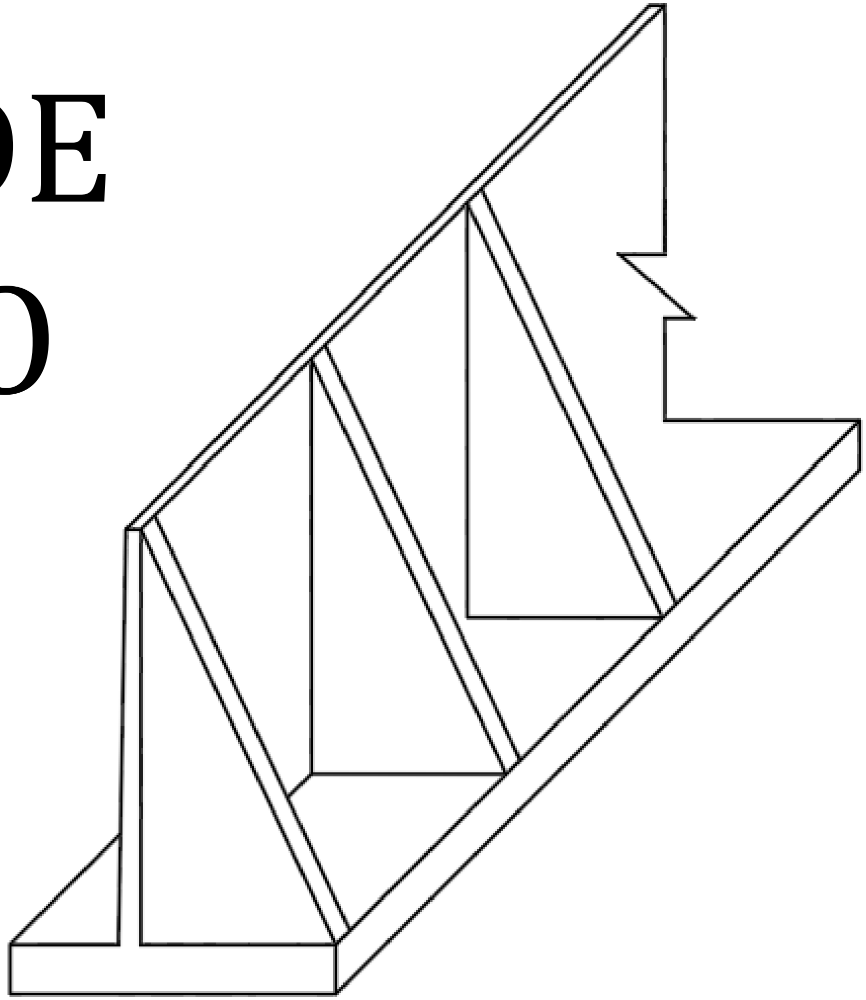
DISEÑO Y CALCULO DE MURO DE CONCRETO ARMADO CON CONTRAFUERTES LIMA - PERU



Puedes ver el video en:

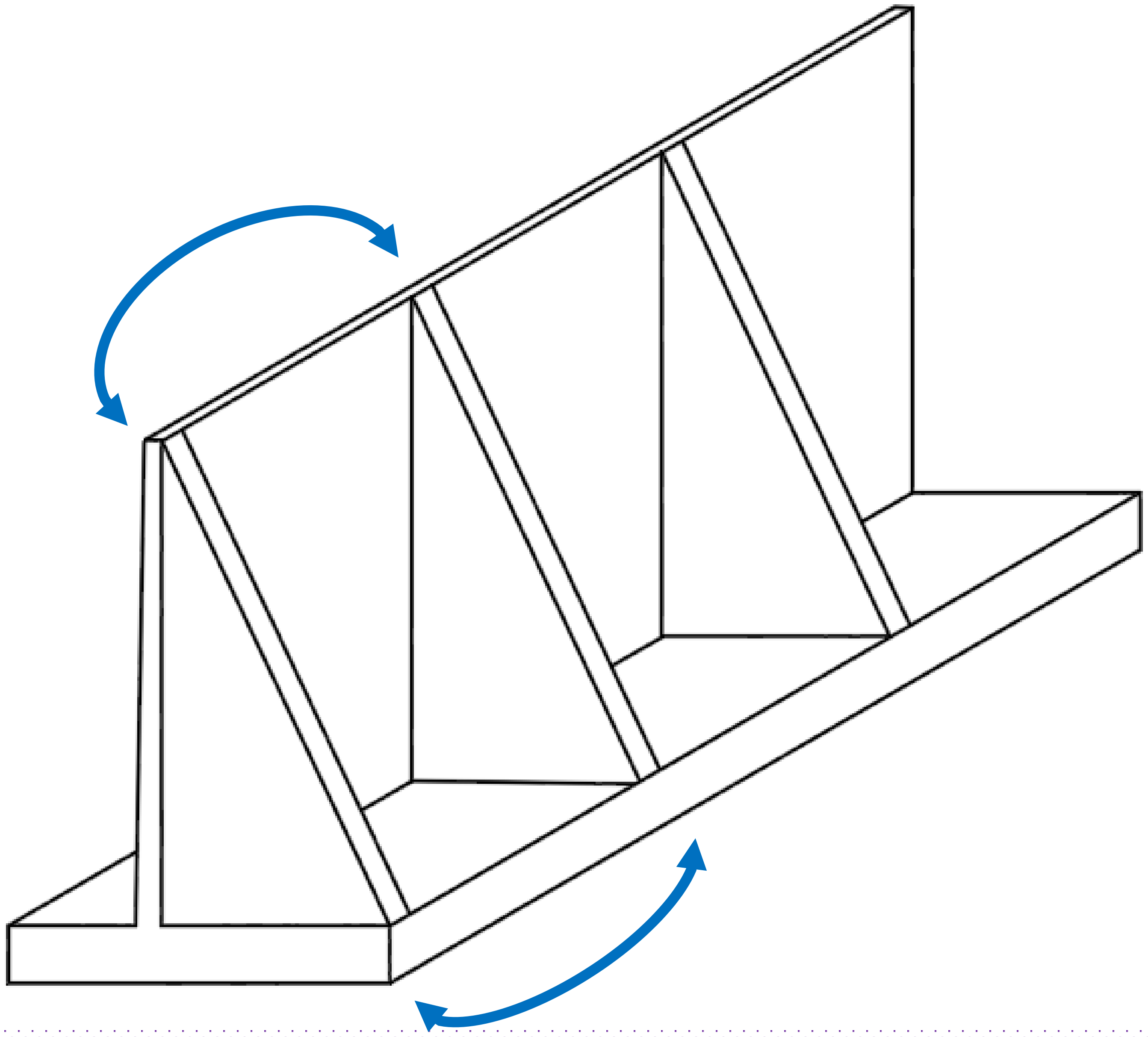
YouTube

https://youtu.be/b8ziTRaopv4

INTRODUCCION

Los muros de contención de concreto armado con contrafuertes son una evolución de los muros en Cantiléver que al aumentar la altura se necesita reducir las dimensiones de sus elementos, por ello se le agregan placas verticales a determinadas distancias para disminuir los esfuerzos de corte y flexión, estas placas son denominadas comúnmente " contrafuertes".

Los contrafuertes pueden construirse en la parte interna de la pantalla, uniendo así el talón con la pantalla, con lo que quedaran sumergidos en el suelo a contener y por lo tanto estarán sujetos a esfuerzos de tracción, o por el contrario en la parte exterior, uniendo la puntera y la pantalla, por lo que sus esfuerzos serán a compresión.



MURO PROPUESTO :

Diseñar un muro de contención de concreto armado con contrafuertes de 9.40 m de altura

Análisis del Muro de Contención en Voladizo:

Altura del Muro: **H= 9.40 m**

Datos del Suelo de Fundación:

Peso Especifico: $\gamma = 1900\ kg/m^3$

Profundidad de Fundación: $\mathbf{Df = 0.80\ m}$

Angulo de Fricción Interna: $\phi = 35^o$

Cohesión: $\mathbf{c = 0.25\ kg/cm^2}$

Capacidad de Carga Ultima: $\mathbf{q_u = 6.00\ kg/cm^2}$

Datos del Suelo de Relleno:

Peso Especifico: $\gamma = 1850\ kg/m^3$

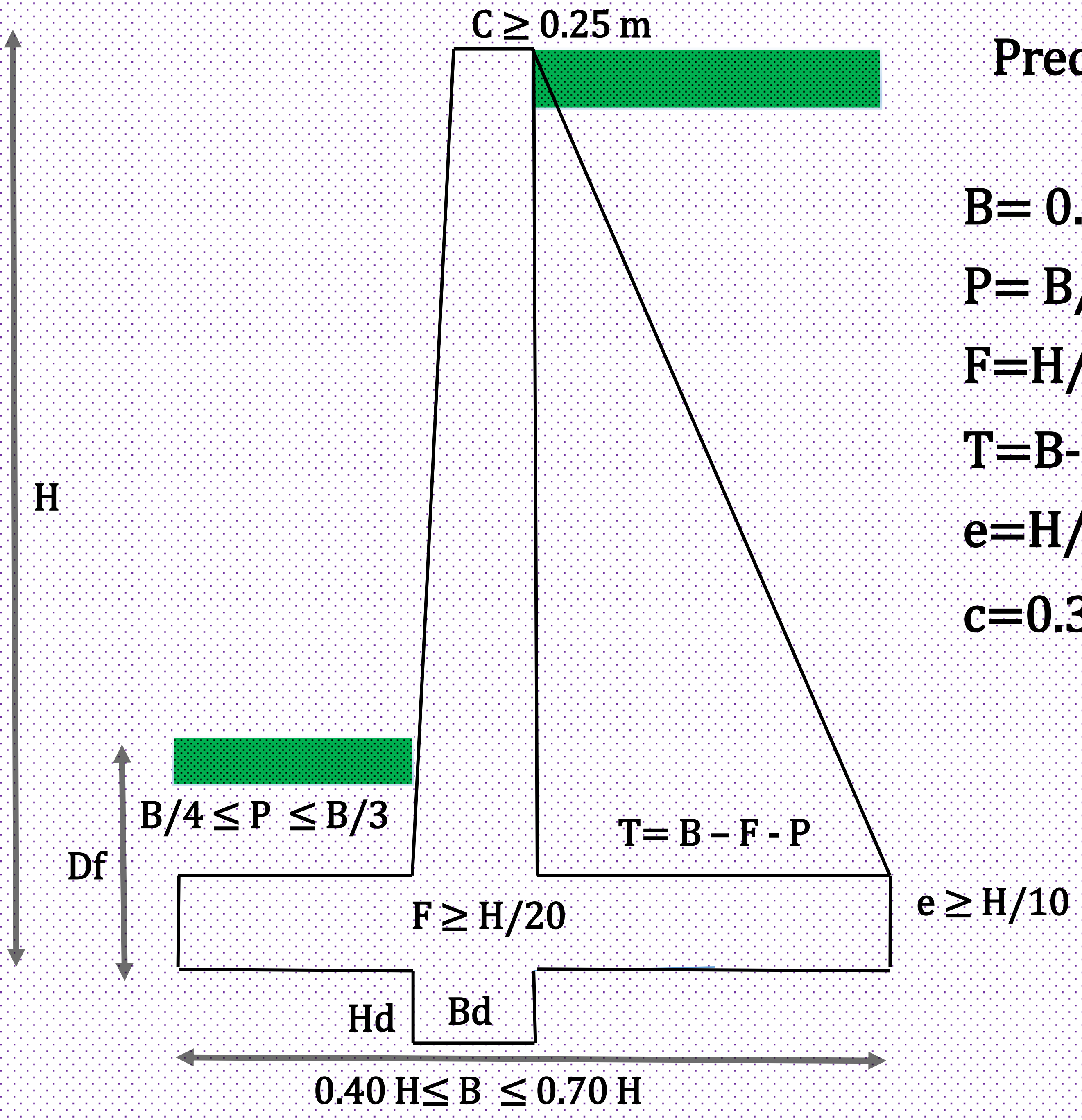
Angulo de Fricción Interna: $\phi = 32^o$

Datos de los Materiales Utilizados :

Resistencia del Concreto: $f'c = 210\ kg/cm^2$

Resistencia de Acero: $fy = 4200\ kg/cm^2$

Peso Especifico del Concreto: $\gamma_c = 2400\ kg/m^3$



Predimensionamiento: H= 9.40 m

B= 0.70 H = 0.70* 9.40 m = 6.58 m --- 6.60 m

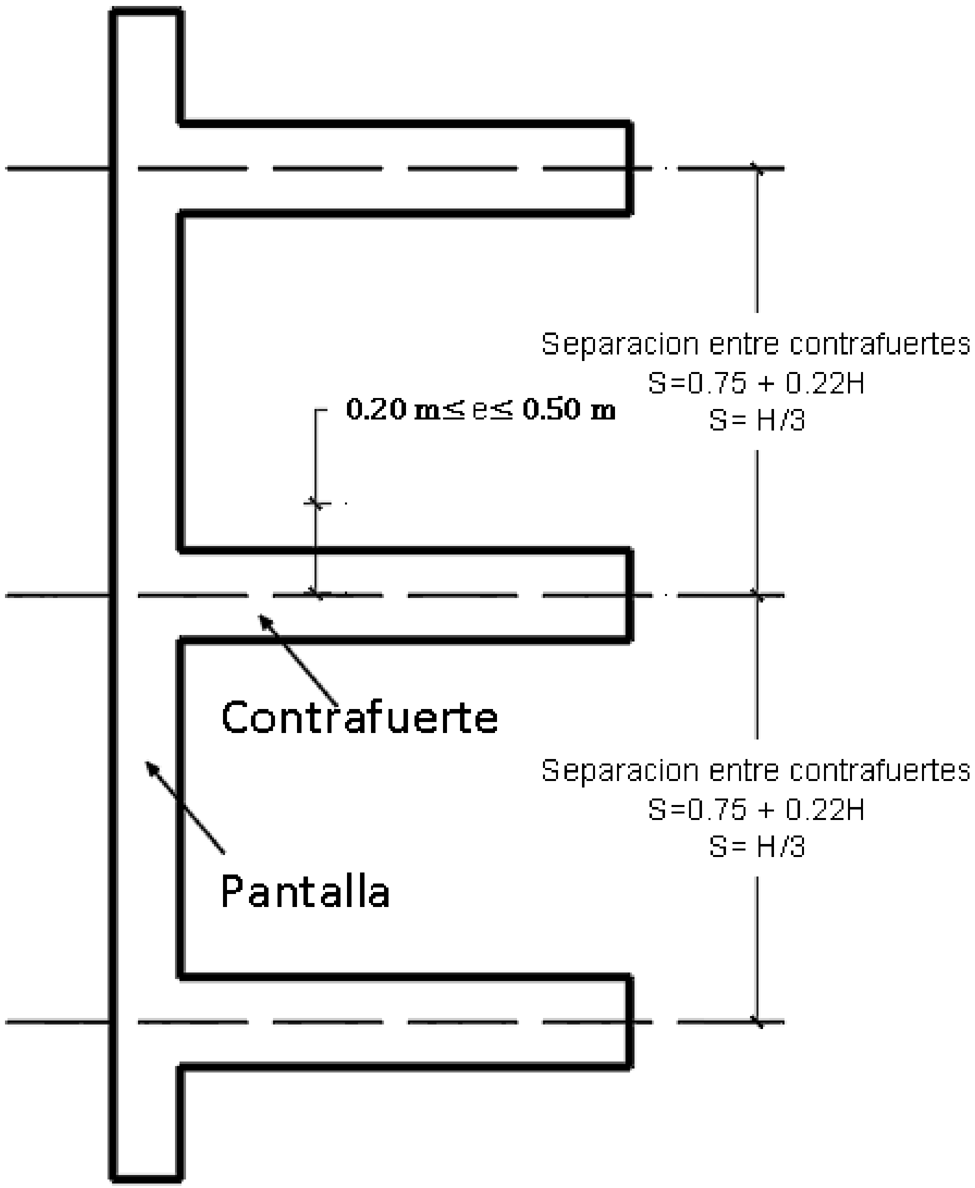
P= B/3 = 6.60 m / 3= 2.20 m

F=H/20 = 9.40 m/20 = 0.47 m--- 0.45 m

T=B-F-P= 6.60 m – 0.45 m-2.20 m= 3.95 m

e=H/10 = 9.40 m/10 = 0.94 m --- 1.00 m

c=0.30 m

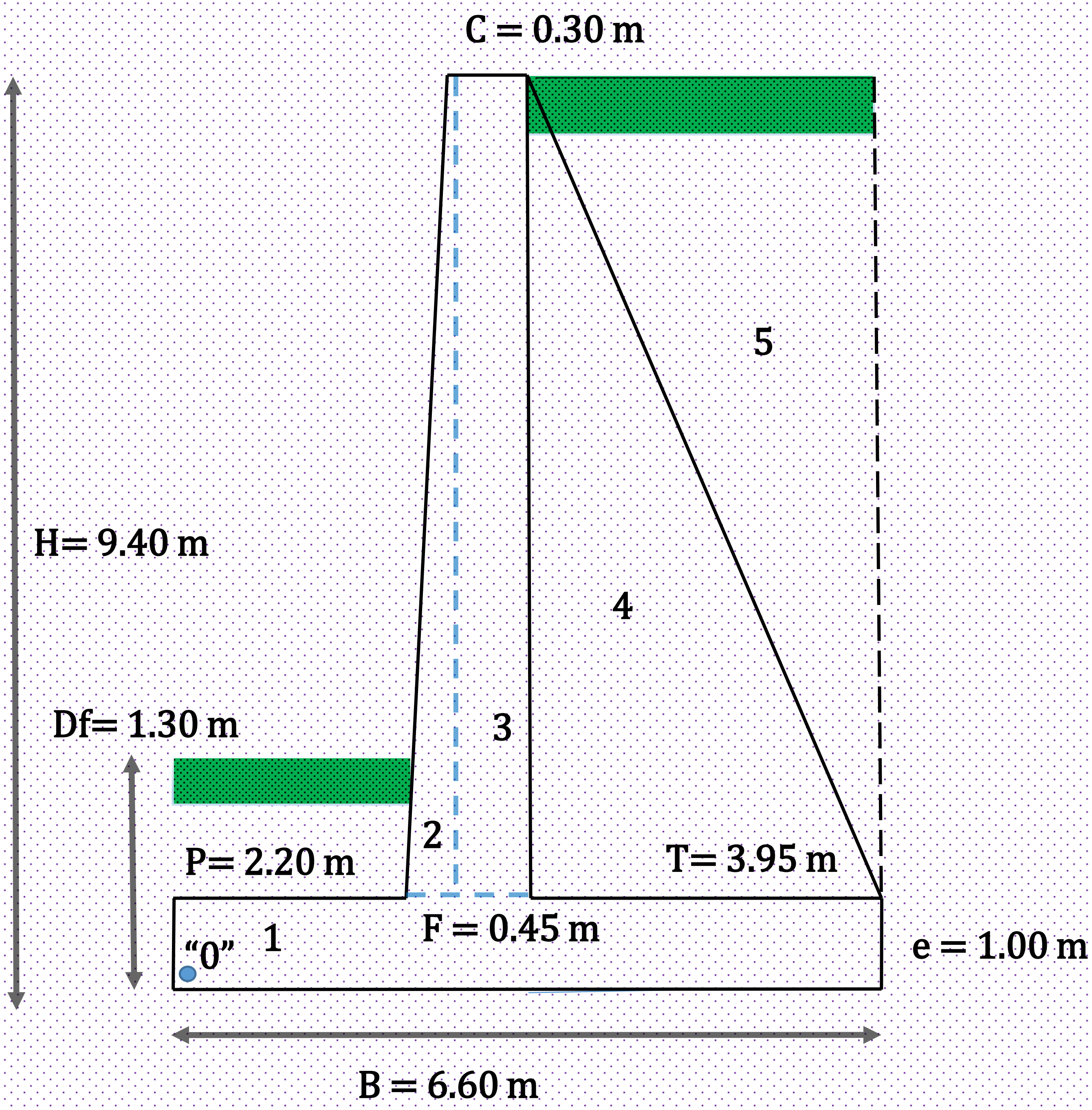


$$0.75 + 0.22*(9.40\ \mathrm{m}) = 2.82\ \mathrm{m}$$

$$S = 3.00\ \mathrm{m}$$

$$9.40\ \mathrm{m}/3 = 3.13\ \mathrm{m}$$

$$e = 0.40\ \mathrm{m}$$



La estabilidad se estudia respecto a la arista inferior de la base en el extremo de la puntera, punto "0". Para determinar el peso del muro y su centro de gravedad se dividió la sección transversal en 5 figuras con propiedades geométricas conocidas.

Pesos y Momentos Estabilizantes por Franja entre Contrafuertes

	Figura	Brazo "X" (m)	Peso (kg)	**Momento Estabilizante** Peso*Brazo (Kg*m)
Base	1	3.300	47520	156816
Pantalla	2	2.300	4536	10433
	3	2.500	18144	45360
Contrafuerte	4	3.967	15926	63178
Peso del Relleno	5	4.625	159596	738132
Peso del Relleno Sobre Contrafuerte	6	5.283	12277	64860
		Σ(Rv)=	257999	1078779

Coeficiente de Empuje Activo (Ka):

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \qquad \frac{1 - \text{sen } 32º}{1 + \text{sen } 32º}$$

$$\mathbf{K_a = 0.307}$$

Empuje Activo del Suelo de Relleno (Ea):

$$E_a = \left[\frac{1}{2}\gamma * H^2\right] * K_a \qquad \left[\frac{1}{2} * 1850\,\frac{kg}{m^3} * (9.40\ \ m)^2\right] * 0.307$$

$$\mathbf{E_a = 25092\ kg/m}$$

Empuje Activo del Suelo de Relleno por Ancho Tributario (EaAT):

$$E_{aAT} = 25092\,\frac{kg}{m} * 3.00\ m$$

$$\mathbf{E_{aAT} = 75276\ kg}$$

Coeficiente de Empuje Pasivo (Kp):

$$K_a = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \qquad \frac{1 + \text{sen } 35º}{1 - \text{sen } 35º}$$

$$\mathbf{K_p = 3.690}$$

Empuje Pasivo del Suelo d (Ep):

$$E_p = \left[\frac{1}{2}\gamma * Df^2\right] * K_p \quad \left[\frac{1}{2} * 1900\frac{kg}{m^3} * (1.30\ m)^2\right] * 3.690$$

$$\mathbf{E_p = 5925\ kg/m}$$

Empuje Pasivo del Suelo por Ancho Tributario (EpAT):

$$E_{aAT} = 5925\frac{kg}{m} * 3.00\ m$$

$$\mathbf{E_{pAT} = 17772\ kg}$$

Posición de la Resultante (Y):

$$Y = \frac{H^2 + 3HW}{3 * (H + 2W)} \qquad \frac{(9.40\ m)^2 + 3 * 9.40\ m * 1}{3 * (9.40\ m\ + 2 * 1)}$$

$$\mathbf{Y = 3.41\ m}$$

Momento de Volcamiento(M v):

$$M_v = E_{aAT} * Y \qquad 75276\ kg\ *\ 3.41\ \ m$$

$$\mathbf{M_v = 256691\ kg * m}$$

Factor de Seguridad contra el Volcamiento (FSv):

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \qquad \frac{1078779\ \ kg\ * m}{256691\ kg\ * m}$$

$$\mathbf{FS_v = 4.20 > 1.5 \quad "OK"}$$

Resultante de las Fuerzas Verticales (Rv):

$$\mathbf{R_v = 257999\ kg}$$

Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento(FSd):

$$FS_d = \frac{R_v}{E_{aAT}} \qquad \frac{257999\ kg}{75276\ kg}$$

$$\mathbf{FS_d = 3.42 > 1.5 \quad "OK"}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación (σ_{adm}): $FS_{cap.portante} \geq 2$

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \qquad \frac{6.00\ kg/cm^2}{2} \qquad \boldsymbol{\sigma_{adm} = 3.00\ kg/cm^2}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante (ex):

$$e_x < \frac{B}{6} \qquad \frac{6.60\ m}{6} \qquad \boldsymbol{\frac{B}{6} = 1.10\ m}$$

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{M_e - M_v}{R_v} \qquad \frac{6.60\ m}{2} - \frac{1078779\ kg * m - 256691\ kg * m}{257999\ kg}$$

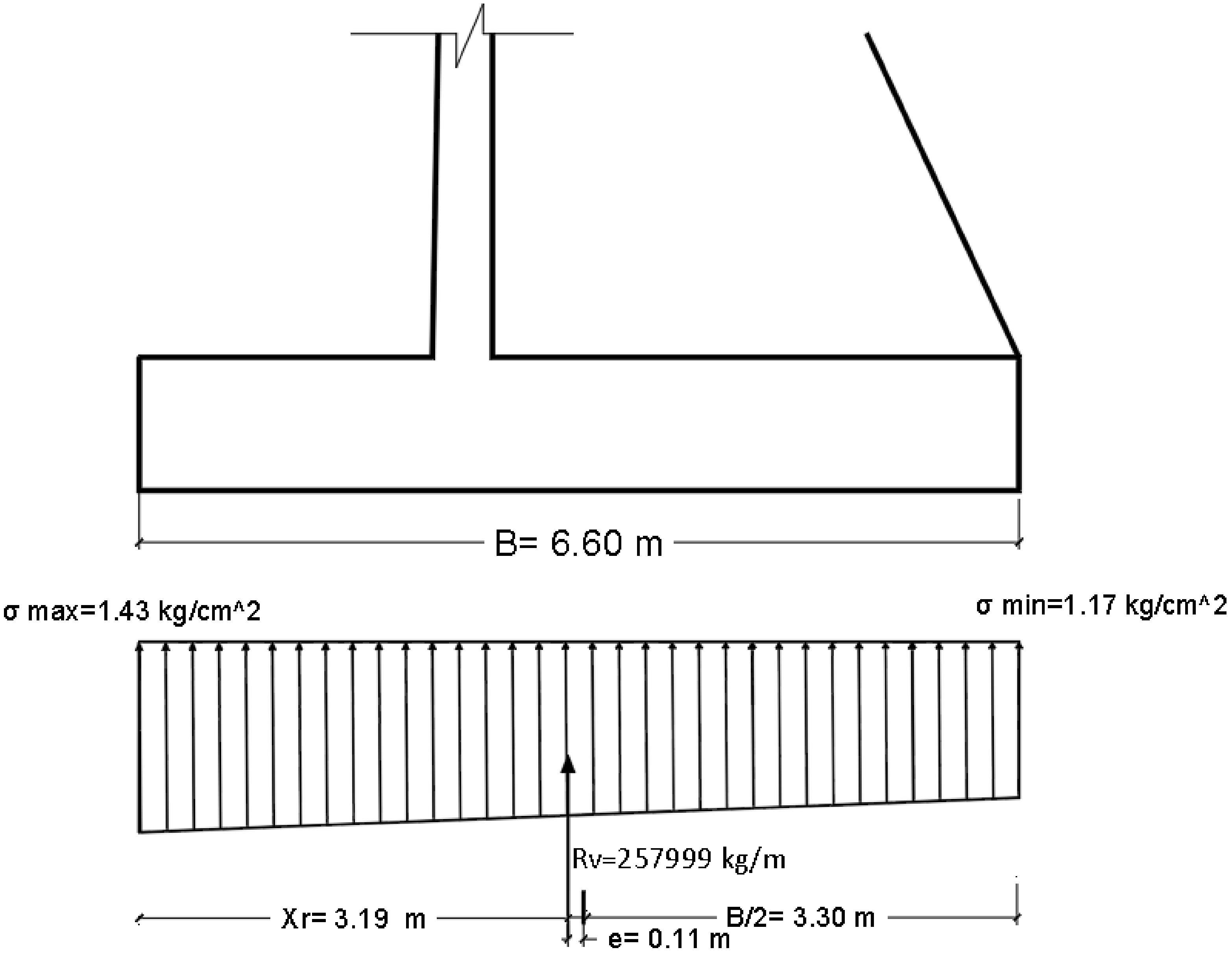
$$\boldsymbol{e_x = 0.11\ m \leq 1.10\ m\ \text{"OK"}}$$

Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación (σ max, min):

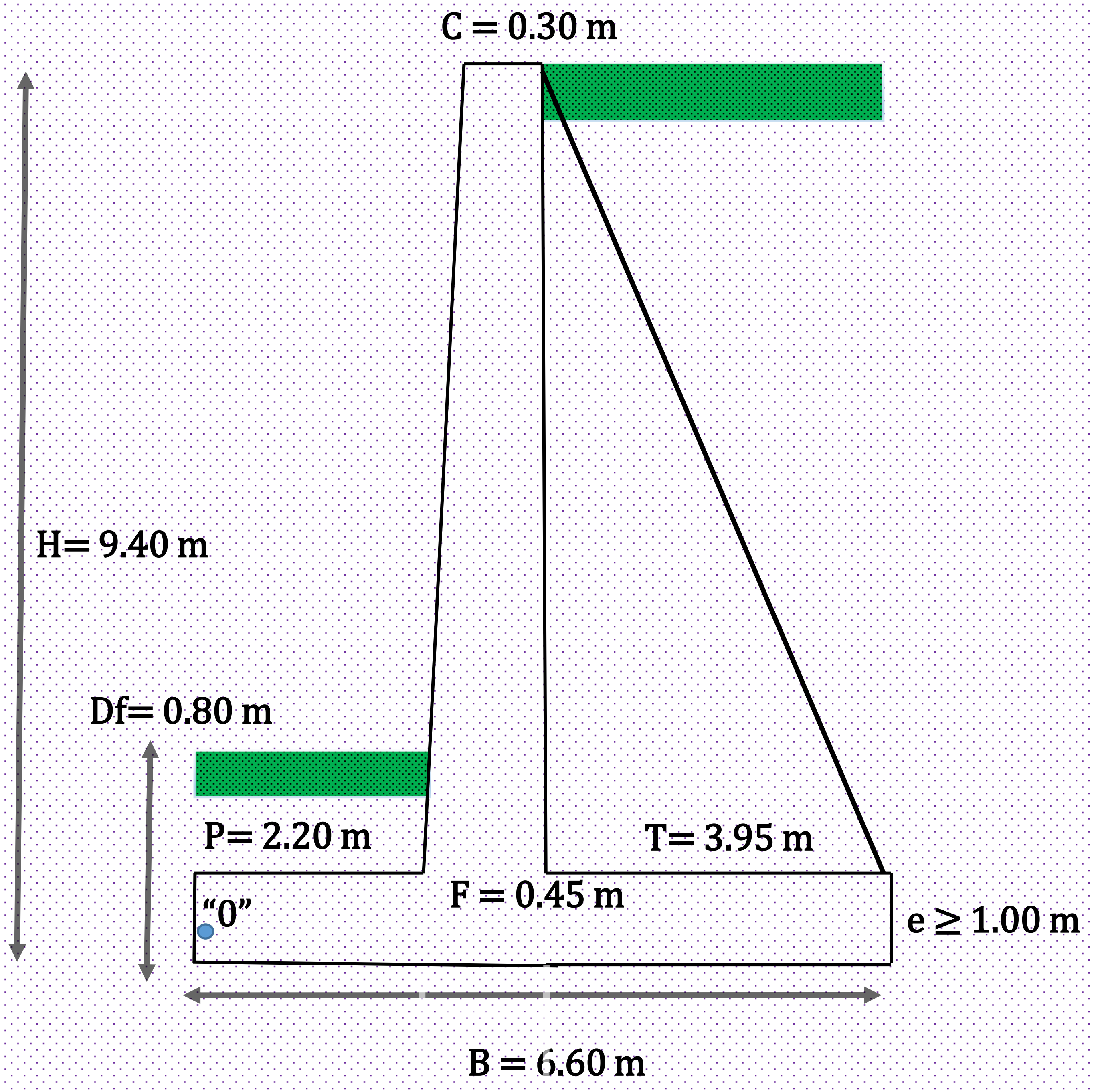
$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B * Sc} * \left[1 + \frac{6 * e_x}{B}\right] \qquad \frac{\frac{257999\ kg}{6.60\ m * 3.00\ m} * \left[1 + \frac{6 * 0.11\ m}{6.60\ m}\right]}{10000} \qquad \boldsymbol{\sigma_{max} = 1.43\ kg/cm^2}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{max} = 1.43\ \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{adm} = 3.00\ \frac{kg}{cm^2}} \qquad \textbf{"OK"}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B * Sc} * \left[1 - \frac{6 * e_x}{B}\right] \qquad \frac{\frac{257999\ kg}{6.60\ m * 3.00\ m} * \left[1 - \frac{6 * 0.11\ m}{6.60\ m}\right]}{10000} \qquad \boldsymbol{\sigma_{min} = 1.17\ kg/cm^2}$$

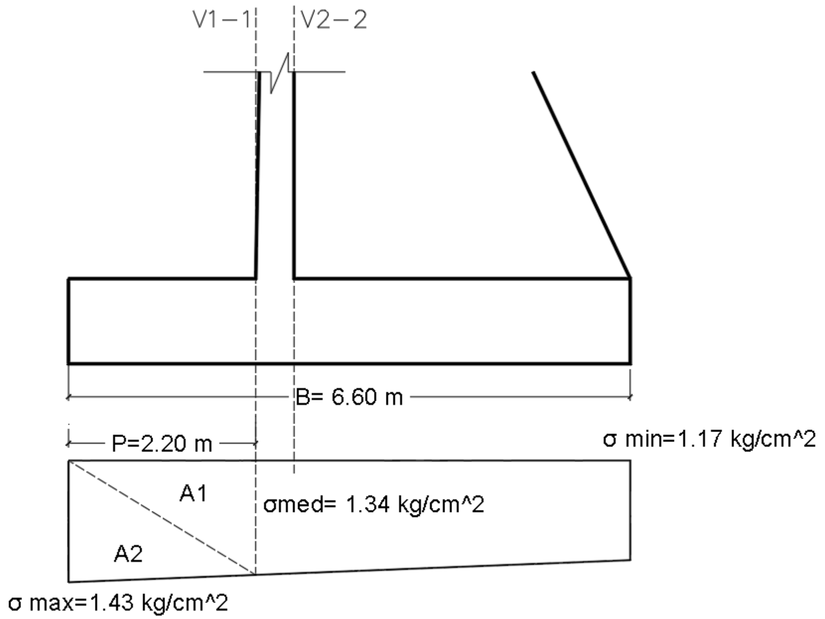

B= 6.60 m
σ max=1.43 kg/cm^2
σ min=1.17 kg/cm^2
Rv=257999 kg/m
Xr= 3.19 m
B/2= 3.30 m
e= 0.11 m

El predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto.
Las dimensiones propuestas son definitivas y con ellas se realizara el diseño de los elementos estructurales que conforman el muro



DISEÑO DE LA BASE

Puntera: (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1):



$$\sigma_{max} = 1.43\ kg/cm^2 * 10000 = 14300\ kg/m^2$$

$$\sigma_{med} = 1.34\ kg/cm^2 * 10000 = 13400\ kg/m^2$$

$$V_{max} = A_1 + A_2$$

$$\frac{14300\ kg/m^2 \ * 2.20\ m * 1.00\ m}{2} + \frac{13400\ kg/m^2 \ * 2.20\ m * 1.00\ m}{2} \qquad \mathbf{V_{max} = 30470\ kg}$$

$$V_u = 1.7 \ * \ V_{1-1} \qquad V_u = 1.7 \ * 30470\ kg \qquad \mathbf{V_u = 51799\ kg}$$

Factor de Minoración de Resistencia por Corte: Φ=0.85(NORMA E.060)

Recubrimiento : 7.00 cm (NORMA E.060)

Verificación del Corte:

$$\boldsymbol{V_u} = \frac{\mathrm{Vu}}{\mathrm{b} \ * \mathrm{d}} \qquad \frac{51799 \text{ kg}}{1.00 \text{ m} \ * 0.93 \text{ m}} \qquad \mathbf{V_u = 55698\ kg/m^2}$$

$$\emptyset \mathrm{V_c} = \left(0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}\right) * 10000 = 65283 \text{ kg/m}^2 \qquad \boldsymbol{\emptyset \mathrm{V_c} = 65283\ \mathrm{kg/m^2}}$$

$$\emptyset \mathrm{V_c} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 93.00 \text{ cm} \qquad \boldsymbol{\emptyset \mathrm{V_c} = 60714\ \mathrm{kg}}$$

$$\mathbf{\Phi V_c = 60714\ kg > V_u = 55698\ kg\ \ "OK"}$$

$$\frac{\text{DEMANDA}}{\text{CAPACIDAD}} \qquad \frac{55698 \text{ kg/m}^2}{65283 \text{ kg/m}^2} * 100 \qquad \mathbf{\frac{D}{C} = 85.31\ \%}$$

$$\frac{51799 \text{ kg}}{60714 \text{ kg}} * 100 \qquad \mathbf{\frac{D}{C} = 85.31\ \%}$$

Momento en la Sección 1-1(M1-1):

$$M_u = 1.70 * [A_1 * (1/3)b + A_2 * (2/3)b)]$$

$$1.70 * [15730\ kg/m^2 * ((1/3) * 2.20\ m) + 14740\ kg/m^2 * ((2/3)*2.20\ m)]$$

$$\mathbf{M_u = 56361\ kg * m}$$

Diseño de la Puntera por Flexión:

El momento flector máximo en la puntera de la zapata (sección 1-1) resultó en sentido horario, se requiere colocar el acero de refuerzo en la fibra inferior.

Datos para el Cálculo del Acero de Refuerzo en la Puntera:

$f'c = 210\ kg/cm^2$

$fy = 4200\ kg/cm^2$

b= 100 cm

e= 100.00 cm

Recubrimiento : 7.00 cm

d= 100 cm – 7.00 cm = 93.00 cm

Acero en la Puntera:

$$A_s = \frac{0.85 f'_c * b * d}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\emptyset * 0.85 * f'_c * b * d^2}}\right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210\,\frac{kg}{cm^2} * 100\ cm\ * 93.00\ cm}{4200\ kg/cm^2}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (56361 kg * m) * 100}{0.90 * 0.85 * 210\,\frac{kg}{cm^2} * 100\ cm * (93.00 cm)^2}}\right]$$

$$\boldsymbol{A_s = 16.37\ \mathbf{cm^2}}$$

$$A_{s\,min.} = 0.0018\ b * t$$

t= espesor de la losa

$$A_{s\,min.} = 0.0018 * 100\ cm * 100\ cm$$

$$\mathbf{A_{s\,min.} = 18.00\ cm^2}$$

CUANTIAS

$\beta_1 = 0.85$

$$\rho = \frac{A_S}{b * d} \qquad \frac{11.38\ cm^2}{100\ cm * 93.00\ cm} \qquad \boldsymbol{\rho = 0.00122}$$

ρ_b **Para una capa**

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c * \beta_1}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right) \qquad \frac{0.85 * 210 kg/cm^2 * 0.85}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * \left(\frac{6000}{6000 + 4200 \frac{kg}{cm^2}}\right)$$

$$\boldsymbol{\rho_b = 0.02125}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b \qquad 0.75 * 0.02125$$

$$\boldsymbol{\rho_{max} = 0.01594}$$

Para garantizar la Ductilidad del elemento :

$\rho < \rho_{max}$ **0.00122 < 0.01594** **"OK"**

$As_{max} = \rho_{max} * b * d$ $0.01594 * 100\ cm * 93.00\ cm$

Verificacion del Espesor de la Losa por Flexion

$$d_{req.} = \sqrt{\frac{M_u}{0.189 * \Phi * f'c * b}} \qquad \sqrt{\frac{[56361\ kg * m] * 100}{0.189 * 0.90 * 210 \frac{kg}{cm^2} * 100cm}} = 39.72\ cm$$

$$\mathbf{d_{req.} = 39.72\ cm < \ d_{cal.} = 93.00\ cm \quad "OK"}$$

Áreas de acero:

$$As_{min} = \mathbf{18.00} cm^2/ml$$

$$As_{calculo} = \mathbf{16.37}\ cm^2/ml$$

$$As_{max} = \mathbf{148.24}\ cm^2/ml$$

$$\mathbf{As_{calculo} < As_{min} \longrightarrow As_{min} = 18.00\ cm^2/ml}$$

En la Parte Inferior de la Puntera:

Asumiendo Ø 5/8" $\longrightarrow$ $As = 1.99\ cm^2$ $S = 11.05\ cm$

Ø 5/8" @11.00 cm

Acero por Retracción o Temperatura:

1/3 As Mínimo (18.00 cm^2 /ml)/3= 6.00cm^2 /ml

Asumiendo Ø 1/2" $\longrightarrow$ $As = 1.29\ cm^2$ $S = 21.50\ cm$

Ø 1/2" @21.00 cm

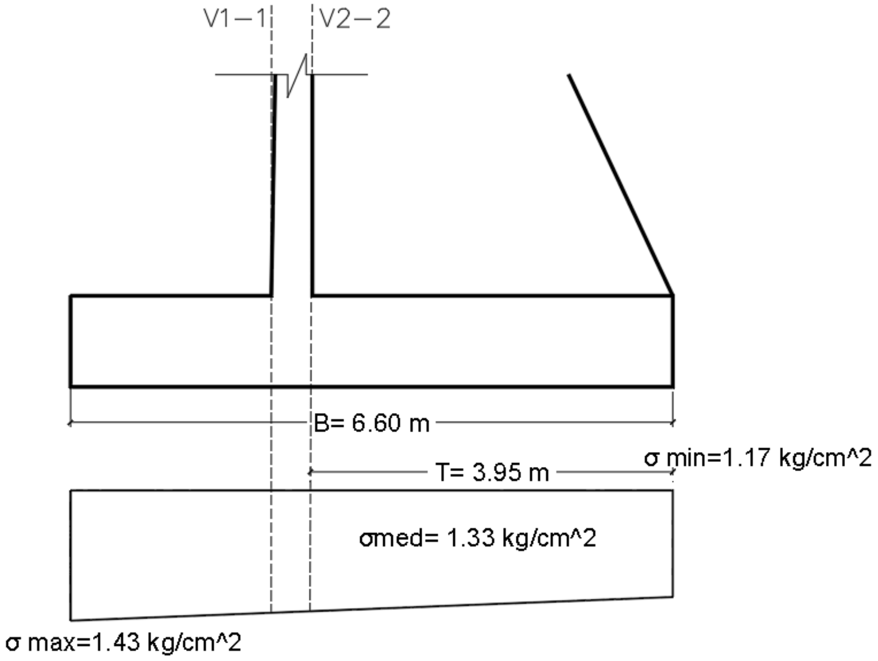
En la Parte Superior de la Puntera: (Acero por Retracción o Temperatura)

2/3 As Mínimo (18.00 cm^2 /ml)/(2/3)= 12.00cm^2 /ml

Asumiendo Ø 1/2" $\longrightarrow$ $As = 1.29\ cm^2$ $S = 10.75\ cm$

En Ambos Sentidos: **Ø 1/2" @10.00 cm**

Talón: (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):



$$\sigma_{med} = 1.33\ kg/cm^2 * 10000 = 13300\ kg/m^2$$

$$\sigma_{min} = 1.17\ kg/cm^2 * 10000 = 11700\ kg/m^2$$

$$W_{pT} = e * T * Sc * \gamma_c$$

$$1.00\ m * 3.95\ m * (3.00m - 0.40m) * 2400\ kg/m^3$$

$$\mathbf{W_{pT} = 24648\ kg}$$

$$W_{Talon} = P_{Cf} + P_{Rell} + P_{Rell\ Cf}$$

$$15926\ kg + 159596\ kg + 12277 kg$$

$$\mathbf{W_{Talon} = 187799\ kg}$$

$V_{max} = W_{pt} + W_{rell}$ $\quad$ $24648\ kg + 187799\ kg$ $\quad$ $\mathbf{V_{max} = 212447\ kg}$

$V_u = 1.70 * V_{1-1}$ $\quad$ $V_u = 1.70 * 212447\ kg$ $\quad$ $\mathbf{V_u = 361160\ kg}$

Presión en el Talón:

$P_r = V_u/(Sc*T)$ $\quad$ $\dfrac{361160\ kg}{3.00\ m * 3.95\ m}$ $\quad$ $\mathbf{P_r = 30478\ kg/m^2}$

Momento en la Sección 2-2(M2-2):

$W_1 = P_r - q_{med}$ $\quad$ $30478\ kg/m^2 - 13300\ kg/m^2$ $\quad$ $\mathbf{W_1 = 17178\ kg/m^2}$

$W_2 = P_r - q_{min}$ $\quad$ $30478\ kg/m^2 - 11700\ kg/m^2$ $\quad$ $\mathbf{W_2 = 18778\ kg/m^2}$

$$M_{u1+} = \frac{W * Sc}{12} \qquad 1.70 * \left[\frac{17178\ \mathrm{kg/m^2} * 2.60\ \mathrm{m}}{12}\right] \qquad \mathbf{M_{u1+} = 6324\ kg * m}$$

$$M_{u2-} = \frac{W * Sc}{10} \qquad 1.70 * \left[\frac{18778\ \mathrm{kg/m^2} * 2.60\ \mathrm{m}}{10}\right] \qquad \mathbf{M_{u2-} = 8300\ kg * m}$$

Diseño del Talón por Flexión: $\mathbf{M_u = 8300\ kg * m}$

Datos para el Cálculo del Acero de Refuerzo en el Talón:

$f'c = 210\ \mathrm{kg/cm^2}$

$fy = 4200\ \mathrm{kg/cm^2}$

b= 100 cm

e= 100.00 cm

Recubrimiento : 7.00 cm

d= 100 cm – 7.00 cm = 93.00 cm

Acero en el Talón:

$$A_s = \frac{0.85f'_c * b * d}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\emptyset * 0.85 * f'_c * b * d^2}}\right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210\,\frac{kg}{cm^2} * 100\ cm\ * 93.00\ cm}{4200\ kg/cm^2}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (8300\ kg * m) * 100}{0.90 * 0.85 * 210\,\frac{kg}{cm^2} * 100\ cm * (93.00cm)^2}}\right]$$

$$\boldsymbol{A_s = 2.37\ \mathrm{cm^2}}$$

$$A_{s\ min.} = 0.0018\ b * t$$

t= espesor de la losa

$$A_{s\ min.} = 0.0018 * 100\ cm * 100\ cm$$

$$\mathbf{A_{s\ min.} = 18.00\ cm^2}$$

Áreas de acero:

$$As_{min} = 18.00 cm^2/ml$$
$$As_{calculo} = 2.37\ cm^2/ml$$
$$As_{max} = 148.24\ cm^2/ml$$

$$\mathbf{As_{calculo} < As_{min} \longrightarrow As_{min} = 18.00\ cm^2/ml}$$

En la Parte Inferior y Superior del Talón :

Asumiendo Ø 5/8" $\longrightarrow$ As = 1.99 cm^2 S = 11.05 cm

Ø 5/8" @11.00 cm

En la Parte Inferior del Talón: Acero por Retracción o Temperatura:

1/3 As Mínimo   (18.00 cm^2 /ml)/3= 6.00cm^2 /ml

Asumiendo Ø 1/2" $\longrightarrow$ As = 1.29 cm^2 S = 21.50 |

Ø 1/2" @21.00 cm

En la Parte Superior del Talón: (Acero por Retracción o Temperatura)

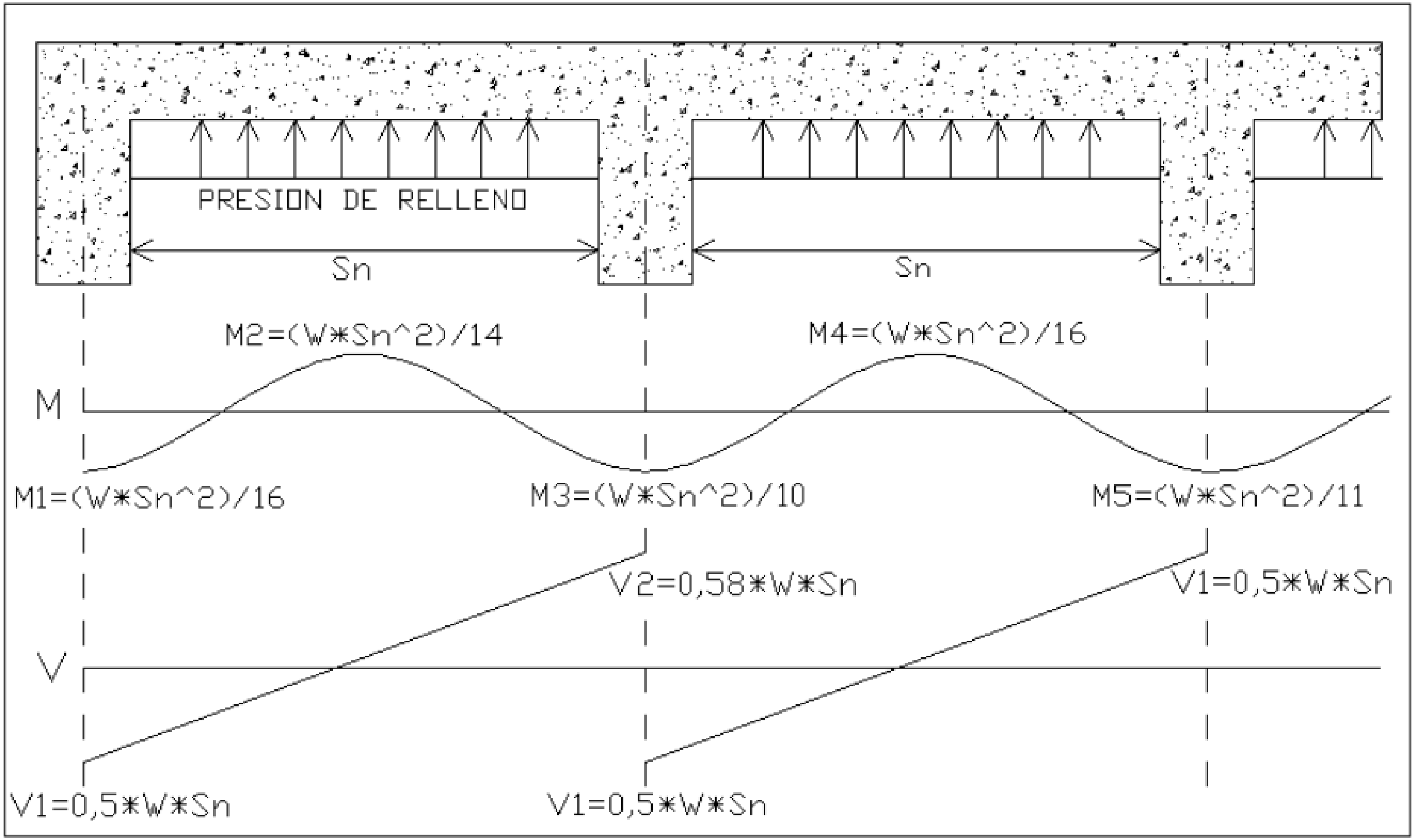
2/3 As Mínimo   (18.00 cm^2 /ml)/(2/3)= 12.00cm^2 /ml

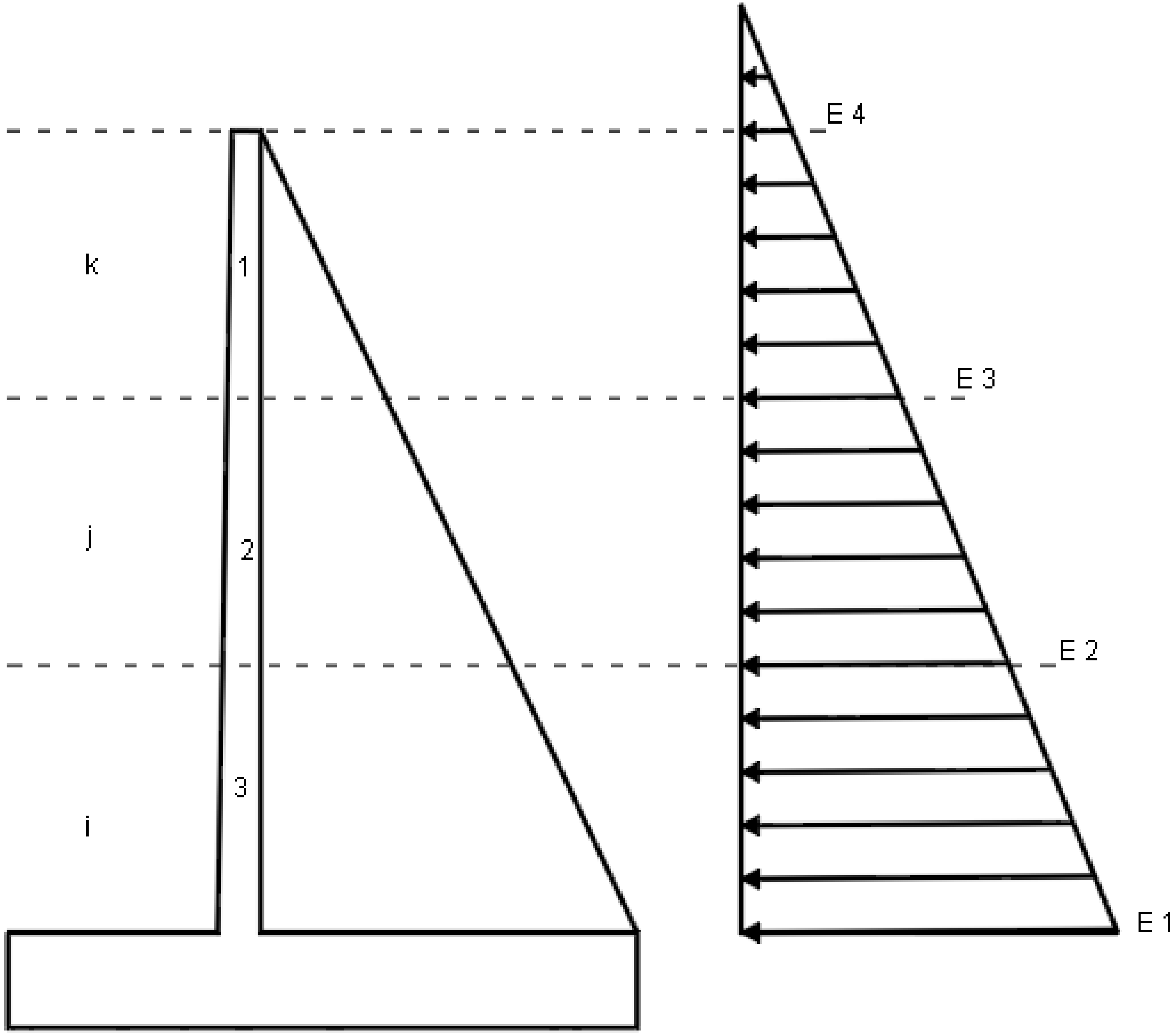
Asumiendo Ø 1/2" $\longrightarrow$ As = 1.29 cm^2 S = 10.75 cm

Ø 1/2" @10.00 cm

DISEÑO DE PANTALLA

Calculo de Momentos y Cortes:(A.C.I. 318-08)





$E_4 = 1.7(K_a * \gamma * h)$ $h = w$

$P_{prom} = (E_3 + E_4)/2$

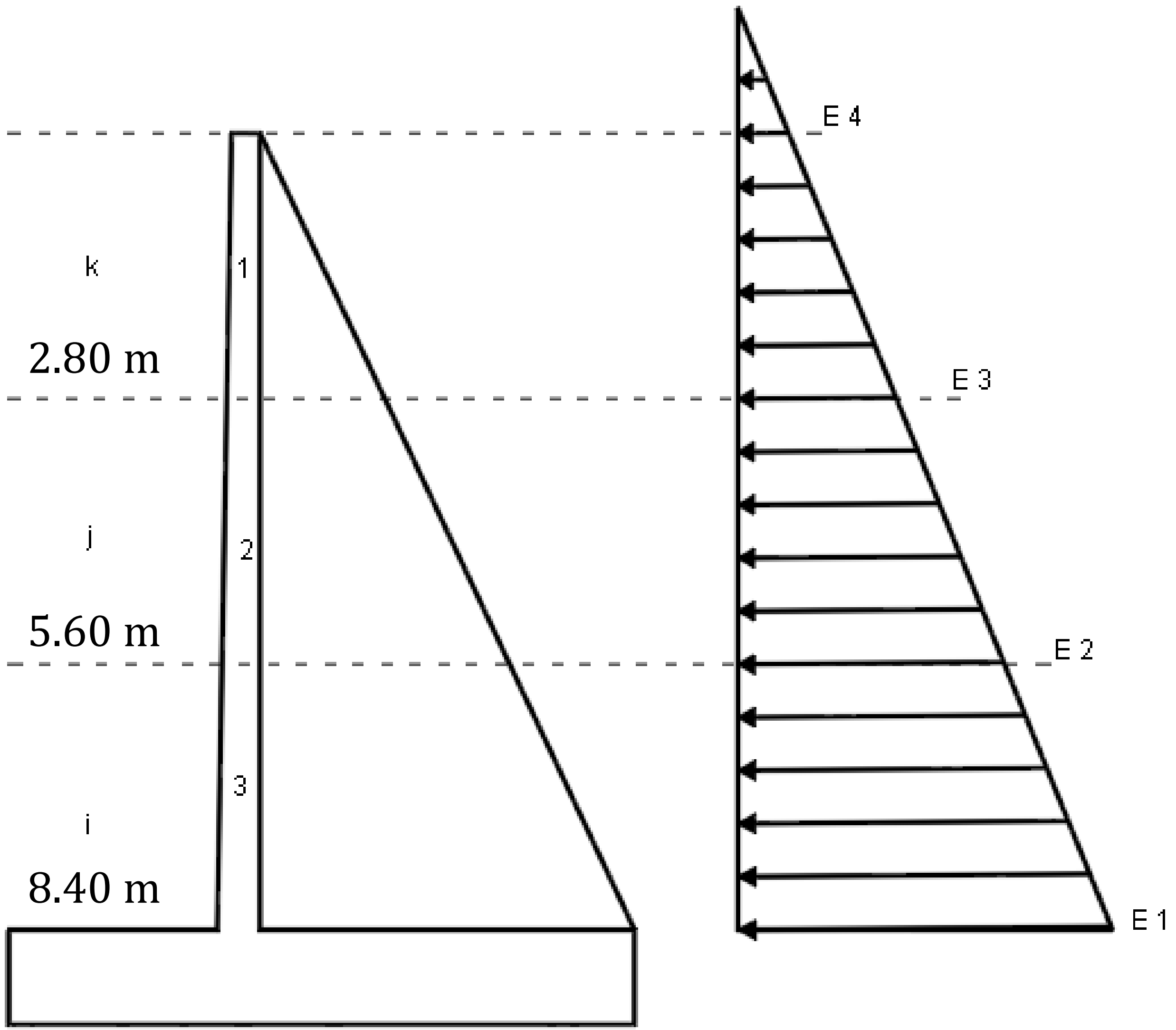
$E_3 = 1.7(K_a * \gamma * h)$ $h = k + w$

$P_{prom} = (E_2 + E_3)/2$

$E_2 = 1.7(K_a * \gamma * h)$ $h = j + k + w$

$P_{prom} = (E_1 + E_2)/2$

$E_1 = 1.7(K_a * \gamma * h)$ $h = i + j + k + w$



$E_4 = 0$

$W = P_{prom} = 1352\ kg/m^2$

$E_3 = 1.7(0.307 * 1850\ kg/m^3 * 2.80\ m) = 2703\ kg/m^2$

$W = P_{prom} = 4055\ kg/m^2$

$E_2 = 1.7(0.307 * 1850\ kg/m^3 * 5.60\ m) = 5406\ kg/m^2$

$W = P_{prom} = 6758\ kg/m^2$

$E_1 = 1.7(0.307 * 1850\ kg/m^3 * 8.40\ m) = 8110\ kg/m^2$

SECCION - 1

$M_1 = (W * Sn^2)/16$ $(1352\ kg/m^2 * [2.60\ m]^2)/16$ **$M_1 = 571$ kg*m**

$M_2 = (W * Sn^2)/14$ $(1352\ kg/m^2 * [2.60\ m]^2)/14$ **$M_2 = 653$ kg*m**

$M_3 = (W * Sn^2)/10$ $(1352\ kg/m^2 * [2.60\ m]^2)/10$ **$M_3 = 914$ kg*m**

$M_4 = (W * Sn^2)/16$ $(1352\ kg/m^2 * [2.60\ m]^2)/16$ **$M_4 = 571$ kg*m**

$M_5 = (W * Sn^2)/11$ $(1352\ kg/m^2 * [2.60\ m]^2)/11$ **$M_5 = 831$ kg*m**

$V_1 = 0.50W * Sn$ $0.50 * 1352\ kg/m^2 * 2.60\ m$ **$V_1 = 1758$ kg**

$V_2 = 0.58W * Sn$ $0.58 * 1352\ kg/m^2 * 2.60\ m$ **$V_2 = 2039$ kg**

Sección	M_1 kg*m	M_2 kg*m	M_3 kg*m	M_4 kg*m	M_5 kg*m	V_1 kg	V_2 kg
1	571	653	914	571	831	1758	2039
2	1715	1960	2744	1715	2494	5276	6120
3	2858	3266	4573	2858	4157	8794	10201

Mmax= 4573 kg*m

Recubrimiento= 5.00 cm   Φ=5/8"   1.99 cm^2

Y (m)	Vu (kg)	Mu (kg*m)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ*Vc (kg)	As_{min} (cm^2/ml)	$As_{req.}$ (cm^2/ml)	$As_{colocar.}$ (cm^2/ml)	Sep. (cm)
2.80	2039	914	25.00	20.00	13057	4.50	1.22	4.50	44
5.60	6120	2744	35.00	30.00	19585	6.30	2.44	6.30	32
8.40	10201	4573	45.00	40.00	26113	8.10	3.05	8.10	25

Acero por Retracción o Temperatura: En la Parte Exterior

2/3 As Mínimo $(8.10\ cm^2\ /ml)*(2/3) =\ 5.40\ cm^2\ /ml$

Asumiendo Ø 3/8 $\longrightarrow As = 0.71\ cm^2$ $S = 13.15\ cm$

Ø 3/8" @13.00 cm

En la Parte Interior

1/3 As Mínimo $(8.10\ cm^2\ /ml)*(1/3) =\ 2.70\ cm^2\ /ml$

Asumiendo Ø 3/8" $\longrightarrow As = 0.71\ cm^2$ $S = 26.29\ cm$

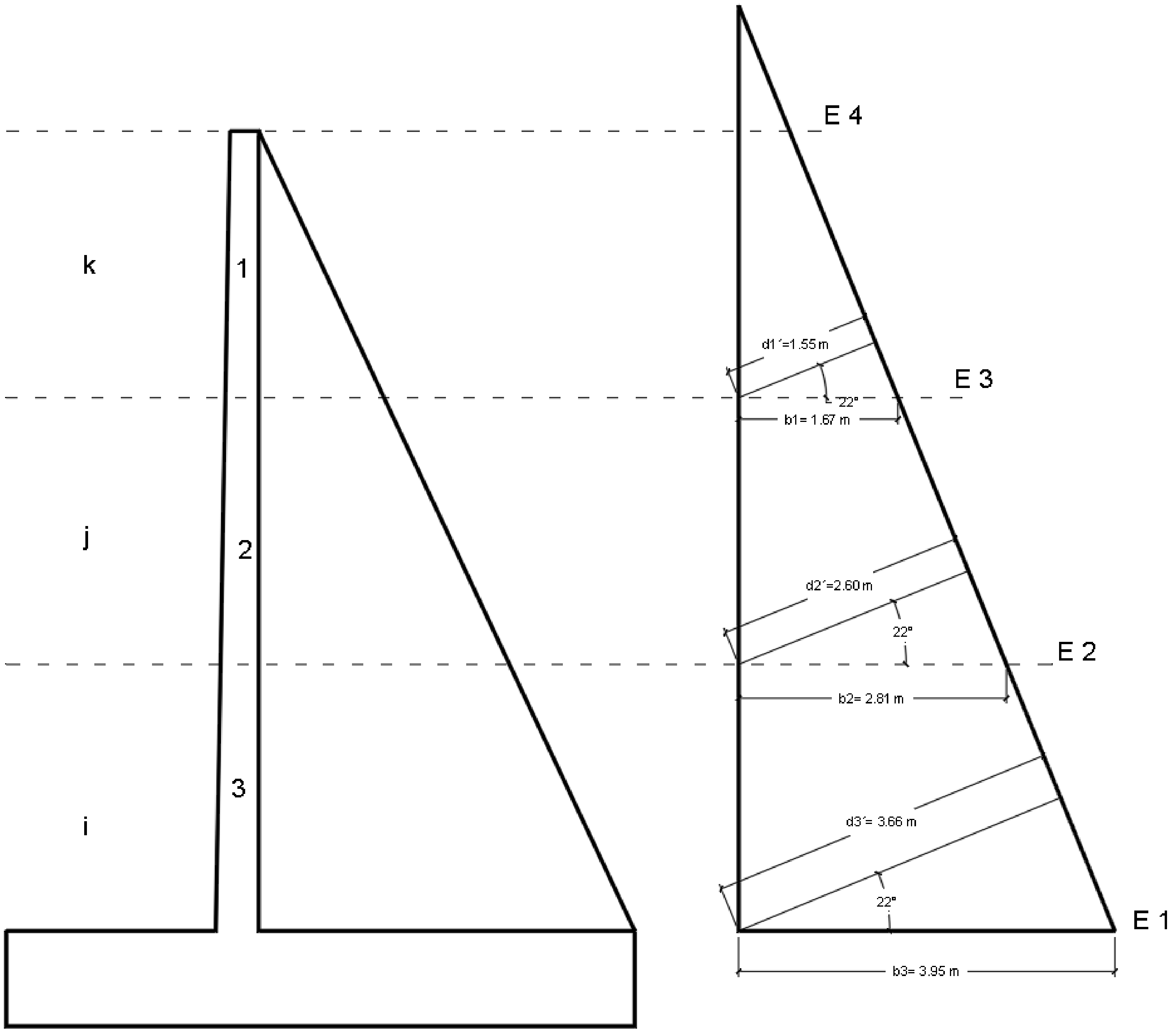
Ø 3/8" @26.00 cm

Verificacion del Espesor de la Pantalla por Flexion

$$d_{req.} = \sqrt{\frac{M_u}{0.189 * \Phi * f'c * b}} \qquad \sqrt{\frac{[4573\ kg * m] * 100}{0.189 * 0.90 * 210\,\frac{kg}{cm^2} * 100cm}} = 39.72\ cm$$

$$\mathbf{d_{req.} = 11.31\ cm < \ d_{cal.} = 40.00\ cm \quad "OK"}$$

DISEÑO DEL CONTRAFUERTE


k
1
j
2
i
3
E 4
d1´=1.55 m
22°
E 3
b1= 1.67 m
d2´=2.60 m
22°
E 2
b2= 2.81 m
d3´= 3.66 m
22°
E 1
b3= 3.95 m

Diseño a Flexion:

Sección	Pr (kg*m²)	h (m)	F (kg/m)	F * h (kg)	Y (m)	M (kg*m)
1	2706	2.80	3788	10606	0.93	9869
2	5411	2.80	15152	42426	1.86	78957
3	8117	2.80	34092	95458	2.79	266485

Asumiendo Ø 3/4" $\longrightarrow As = 2.84\ cm^2$

Sección	b (cm)	d´ (cm)	dc (cm)	As_{min} (cm^2/ml)	$As_{req.}$ (cm^2/ml)	$As_{colocar.}$ (cm^2/ml)	Cant.
1	167	155	150	11.16	1.69	11.16	4
2	281	260	255	18.72	8.11	18.72	7
3	395	366	361	26.35	19.57	26.35	9

Diseño a Corte:

$\Phi = 1/2"$ 1.29 cm^2

Sección	V_u (kg)	d (cm)	V_U (kg/cm^2)	ΦV_C (kg/cm^2)	$V_C/2$ (kg/cm^2)	$A_{v\,min}$ (kg/cm^2)	Sep. (cm)
1	3799	150	1.19	6.53	3.26	7.50	34
2	11396	250	2.10	6.53	3.26	12.75	20
3	18994	361	2.48	6.53	3.26	18.05	14

$$\text{Si} V_u \leq \emptyset \frac{V_c}{2} \Longrightarrow \text{No Necesita Refuerzo Transversal}$$

$$\text{Si } \emptyset \frac{V_c}{2} \leq V_u \leq \emptyset V_c \Longrightarrow \text{ Refuerzo Transversal Minimo}$$

$$Av_{min} = 3.5 b_w * \frac{s}{fy}$$

$$\text{Donde; } s \leq \frac{d}{2} \text{ y } s \leq 60 \text{ cm}$$

Diseño del Acero Vertical:

$A_{s\,min.} = 0.0018\,b * t$

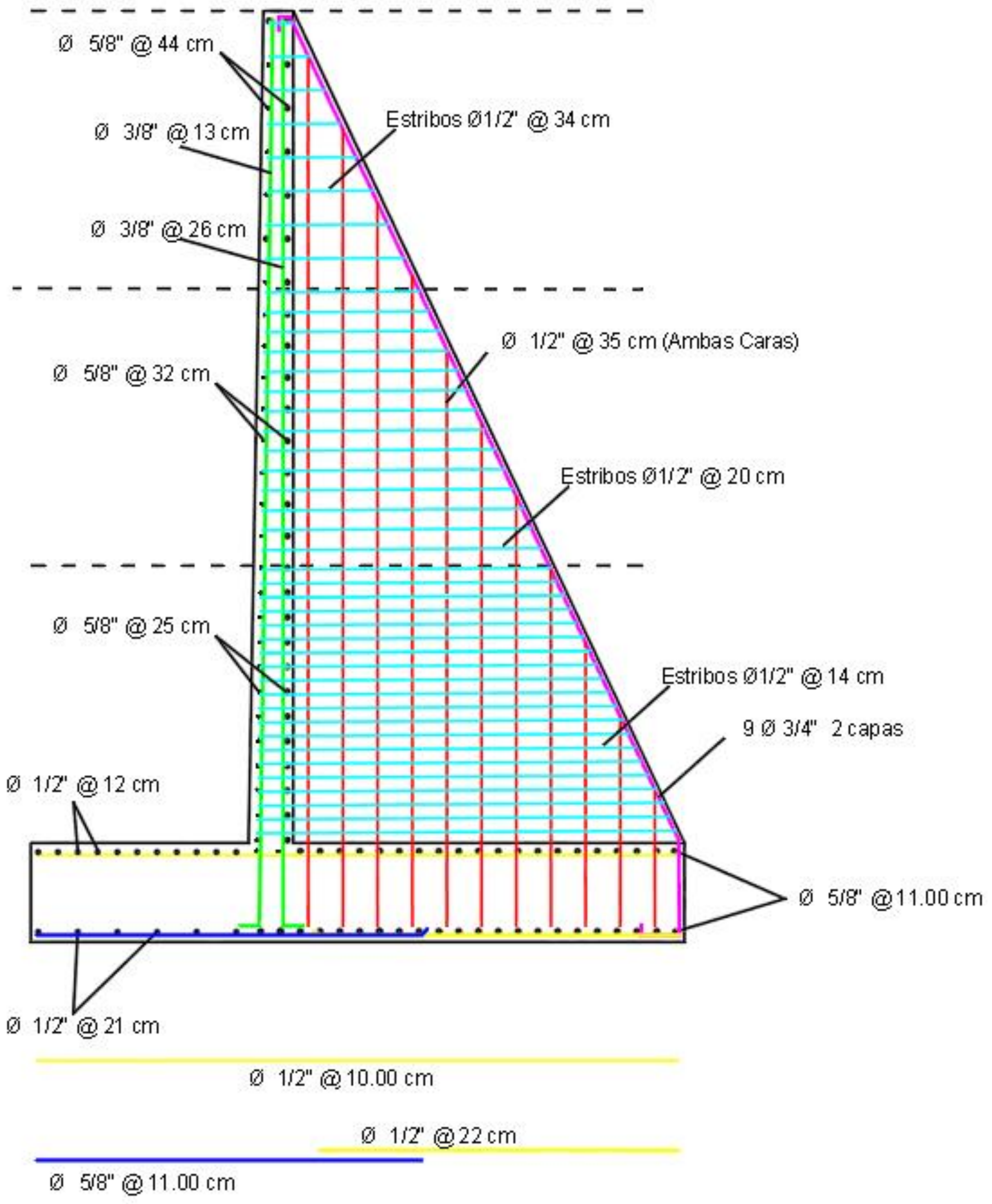
t= espesor del Contrafuerte

$A_{s\,min.} = 0.0018 * 100\ cm * 40\ cm$ $\mathbf{A_{s\,min.} = 7.20\ cm^2}$

Ambas caras= 7.20 cm^2/ 2 = 3.60 cm^2

Asumiendo Ø 1/2" ⟶ As = 1.29 cm^2 S = 35.83 cm

Ø 1/2" @35.00 cm



DALE LIKE

SI TE GUSTO ESTE VIDEO: SUSCRIBETE

COMPARTE